

ESSAIS DE PIEUX DANS LES ROCHES TENDRES – REX DU PROJET HS2 DANS LE GROUPE MERCIA MUDSTONE

PILE LOAD TESTS IN WEAK ROCKS – LESSONS LEARNED FROM THE HS2 PROJECT WITHIN THE MERCIA MUDSTONE GROUP

Olivier COLAS¹, Anne VERDAGUER¹, Christian GILBERT¹, Wael SABRA¹, Olivier BRIL¹
¹ Systra, France

RÉSUMÉ – Les phases N1/N2 du projet High Speed 2 (HS2), couvrant environ 90 km, ont donné lieu à une campagne d'essais de pieux afin de caractériser la formation géologique dominante de la zone, le Mercia Mudstone. Cet article explore les principales problématiques rencontrées lors de l'analyse des résultats et propose une formulation pour prendre en compte l'influence de l'ouverture prolongée du trou de forage avant bétonnage.

ABSTRACT – Phases N1/N2 of the High Speed 2 (HS2) project, spanning around 90 km, have seen a series of pile load tests conducted to assess the characteristics of the primary geological formation in the area, the Mercia Mudstone. This paper delves into the key challenges encountered during the analysis of these tests and offers a new approach to account for the effects of extended borehole opening time before concreting.

1. Introduction

Le projet High Speed 2 (HS2) prévoit une nouvelle ligne ferroviaire à grande vitesse reliant Londres aux West Midlands en deux phases : la Phase 1 de Londres à Birmingham et Lichfield, et la Phase 2, plus au nord, visant à desservir Crewe, Leeds et Manchester. Les lots N1 et N2, près de Birmingham, couvrent environ 90 km, comprenant 51 viaducs et structures pour franchir autoroutes, voies ferrées et cours d'eau. Le tracé et la localisation des lots N1/N2 sont indiqués ci-dessous.

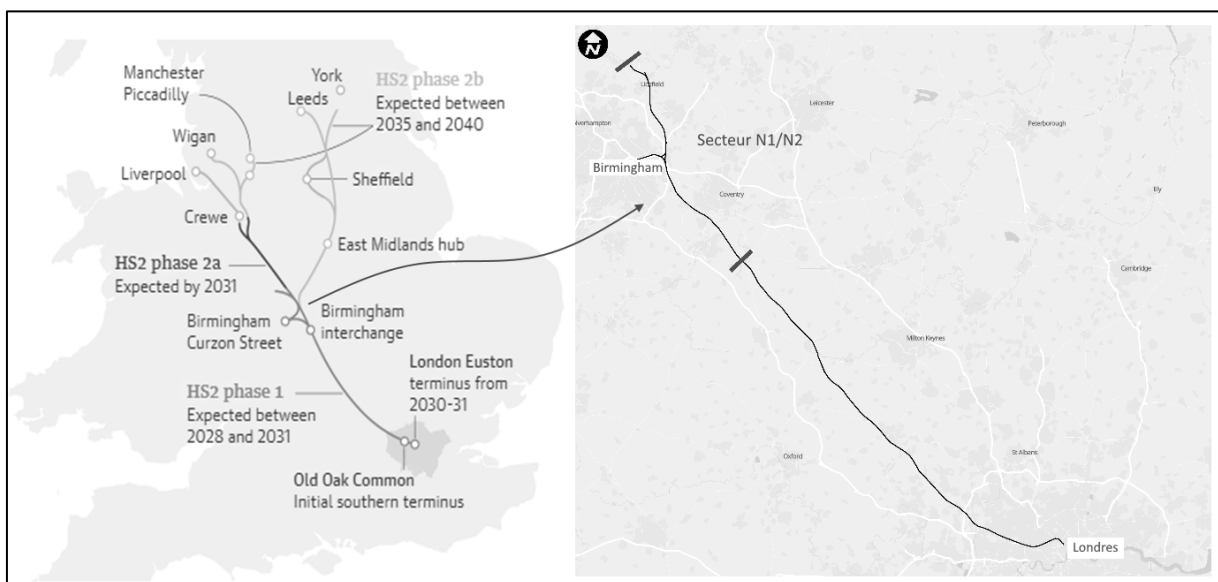


Figure 1. HS2 et le secteur N1/N2.

L'étude des fondations profondes pour les viaducs de la Zone Nord du projet HS2 a révélé des défis géologiques et géotechniques, en particulier le dimensionnement des pieux dans le Groupe géologique Mercia Mudstone. Pour caractériser leur portance, une série d'essais

a été menée sur plus de vingt pieux de 1200 mm de diamètre et de profondeurs variant entre 21 m et 38 m. L'utilisation de cellules bidirectionnelles Osterberg ayant permis l'application de charges axiales de 20 à 30 MN dans chacune des directions. Cet article examine les problématiques clés de ces essais et propose une approche pour intégrer l'effet de l'ouverture prolongée du trou de forage avant bétonnage sur la capacité portante.

2. Contexte Géologique et géotechnique

2.1. Géologie des Mercia Mudstone

La majorité de la zone N1/N2 est située dans le bassin sédimentaire de Knowle (Figure 2) délimité par des failles normales apparues lors de l'extension crustale régionale et du rifting au cours du Permien tardif avant le remplissage sédimentaire durant le Trias. (Chandler et Foster, 2001 ; Hobbs et al., 2002). Le bassin de Knowle est rempli par le Groupe des Mercia Mudstone (MMG), issu de la sédimentation d'argiles et de limons détritiques dans des lacs temporaires, ainsi que de dépôts plus grossiers de limons et sables provenant d'inondations éclair, et de poussières transportées par le vent se fixant aux couches de vases.

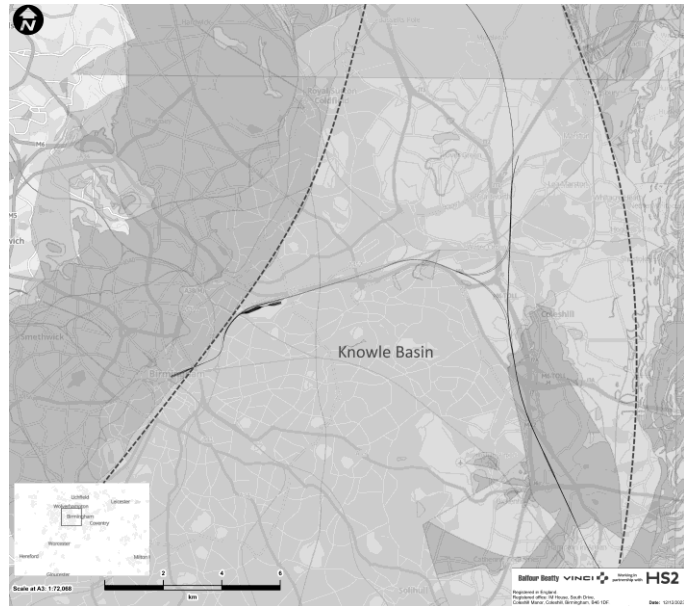


Figure 2. Knowle Basin (British Geological Survey)

Les conditions climatiques sont restées globalement stables pendant le tertiaire (Chandler et Foster, 2001 ; Hobbs et al., 2002). Par la suite, le bassin de Knowle a été largement recouvert de dépôts du Pléistocène résultants d'au moins deux périodes de glaciation et de retrait (Anglian et Devensian) ayant entraînés des formations de type morainiques riches en argiles, dérivées du Mercia Mudstone. Les sédiments Holocènes se trouvent le long du réseau hydraulique de surface actuel, se déversant dans les rivières principales de la région : River Tame, Rea, Cole et Blythe. On trouve donc des dépôts de terrasses fluviales et d'alluvions dans les plaines inondables le long des corridors de vallée.

2.2. Caractérisation Géotechnique des horizons du Mercia Mudstone

Les Mercia Mudstone constituent un éventail de roches tendres présentant un profil d'altération allant de l'argile raide intensément altérée (MMG grade IV) à une argilite tendre saine qui constitue le substratum rocheux (MMG grade I/II). Ce substratum exhibe une fracturation hétérogène avec ponctuellement des remplissages gypseux et des résistances à la compression simple qui varient généralement entre 0.5 et 5 MPa. Par leur nature, ces formations restent difficiles à caractériser par la collecte d'échantillons et l'obtention, en laboratoire, de données de résistance mécanique fiables. Les caractéristiques géotechniques typiques en fonction du degré d'altération sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1. Paramètres géotechniques en fonction du degré d'altération (modifié d'après le rapport du CIRIA C570)

| Grade d'altération | | Description | Type de comportement | Résistance | |
|----------------------|-----|--|----------------------|------------|-----------|
| | | | | Cu (kPa) | UCS (MPa) |
| Totalement altéré | IVb | Matrice uniquement | Sol | 30 à 250 | - |
| Partiellement altéré | IVa | Matrice avec des pellets d'argilite occasionnels de moins de 30 mm de diamètre (mais plus souvent de taille sable) | Sol | 50 à 250 | - |
| | III | Matrice avec des lithoreliques fréquents jusqu'à 25 mm devenant moins anguleux avec l'augmentation de l'altération | Sol | 100 à 375 | - |
| | II | Blocs anguleux de marne non altérée avec pratiquement pas de matrice | Roche tendre | - | 0.5 à 2 |
| Sain | I | Argilite (souvent jointée et fissurée) | Roche tendre | - | 0.5 à 5 |

3. Essais de Chargement de Pieux – Méthode et spécifications

3.1. Introduction, spécification et utilisation des cellules bidirectionnelles Osterberg

La cellule Osterberg, ou O-cell®, est un dispositif de vérin hydraulique intégré dans les pieux de fondations et fixé à la cage d'armature. Une fois le béton durci, la pression hydraulique appliquée sépare le pieu en deux parties, testant ainsi le frottement axial et la pointe en appliquant des charges équivalentes vers le haut et vers le bas. Son emplacement optimal afin de maximiser le chargement se trouve au point de capacité portante équilibrée. Contrairement aux méthodes plus traditionnelles, cet essai n'exige ni contrepoids, ni poutres de réaction, et permet ainsi l'application de charges plus élevées.

Durant l'essai, des instruments mesurent l'expansion de la cellule, la compression axiale et les mouvements du pieu. Des jauges de déformation permettront de dériver les frottements le long du fût et en pointe.

3.2. Essais Réalisés

Les essais se sont déroulés en deux phases. La première en 2020 comprenait six tests bidirectionnels sur des pieux de 1200 mm de diamètre répartis sur trois sites de la Delta Junction. Elle visait à analyser le comportement axial des pieux dans la formation géologique de Mercia Mudstone, confirmer les hypothèses de dimensionnement prises et constituer une base de données pour des futurs ouvrages.

En 2023, la deuxième phase est constituée de douze pieux de 1200 mm de diamètre répartis sur quatre sites proches des tests de la Phase 1. Cette phase qui a intégré des changements de méthodes constructives en raison du programme de construction accru a permis d'examiner l'impact de l'utilisation de la bentonite comme fluide de stabilisation et de l'augmentation de la durée d'ouverture du forage avant le bétonnage. Les objectifs étaient d'approfondir la compréhension des mécanismes de transfert de charge, d'évaluer l'impact des nouvelles méthodes constructives et de les comparer aux tests de chargement précédents.

Une synthèse des essais réalisés, comprenant leurs caractéristiques géométriques ainsi que la résistance à la compression simple (UCS) représentative des Mercia Mudstone dans les zones d'essai, est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 2. Tableau sommaire des essais réalisés

| Site [ID] | Phase | Charge ¹ (MN) | Longueur (m) | Temps d'ouverture sous tubage (h) | Méthode de forage ² + fluide | UCS (MPa) |
|--|-------|--------------------------|--------------|-----------------------------------|---|-----------|
| Water Orton [WO03] | 1 | 43 | 33.6 | 12 | Foré tubé court, virole récupérée + eau | 2.7 |
| Water Orton [WO04] | | 43 | 32.0 | | | |
| Water Orton South Area [WO05] | 2 | 60 | 29.5 | 28 | Foré tubé court, virole récupérée + bentonite | 3.5 |
| Water Orton South Area [WO06] | | 60 | 29.5 | 48 | | |
| Water Orton South Area [WO07] | | 60 | 29.5 | 28 | | |
| Coleshill East & West [GL02] | 1 | 60 | 20.6 | 12 | Foré tubé court, virole récupérée + eau | 0.5 |
| Coleshill East & West [GL03] | | 60 | 20.6 | | | |
| Coleshill Old Barn [GL04] | 2 | 60 | 21.0 | 28 | Foré tubé court, virole récupérée + bentonite | |
| Coleshill Old Barn [GL05] | | 60 | 21.0 | 48 | | |
| Coleshill Old Barn [GL06A] | | 60 | 21.0 | 30 | | |
| M42 Pool Wood [PW01] | 2 | 60 | 37.7 | 48 | Foré tubé court, virole récupérée + bentonite | |
| M42 Pool Wood [PW02] | | 60 | 37.7 | 24 | | |
| M42 Pool Wood [PW03] | | 60 | 37.7 | 72 | | |
| Birmingham and Fazeley [BF01] | 2 | 30 | 37.0 | 48 | Foré tubé court, virole récupérée + bentonite | 1.1 |
| Birmingham and Fazeley [BF03] | | 30 | 37.0 | 24 | | |
| Birmingham and Fazeley [BF02] ³ | | 30 | 37.0 | 72 | | |
| M42 Coleshill North [M42-03] | 1 | 48 | 29.0 | 12 | Foré tubé court, virole récupérée + eau | 4.5 |
| M42 Coleshill North [M42-04] | | 50 | 27.8 | | | |

Note :
¹ charge totale, la moitié de cette valeur est appliquée dans chacune des directions
² les tubes forés courts s'arrêtent généralement au toit des MMG II et servent à soutenir temporairement les horizons superficiels de sols
³ le tubage temporaire de 1260 mm de diamètre extérieur n'a pas pu être retiré après bétonnage.

4. Essais de Chargement de Pieux – Résultats et enseignements

4.1. Dérivation des résultats et problématiques rencontrées

Lors de la mise en pression, la cellule exerce une force d'expansion homogène qui se divise en deux forces axiales : l'une vers le haut, sollicitant le frottement latéral du pieu et l'autre vers le bas, testant le frottement sous la cellule et la pointe du pieu.

Lorsque la charge est appliquée, les déplacements du pieu en réponse à cette force sont mesurés à l'aide de jauges de déformation réparties sur l'ensemble du fut couplées à des extensomètres situés en tête, en base du pieu ainsi que de part et d'autre de la O-cell®.

La capacité portante due au frottement latéral est évaluée en analysant la relation entre la force appliquée et la déformation mesurée correspondante. La capacité de pointe est déterminée en étudiant la distribution de la charge appliquée vers le bas et correspond au pourcentage de charge verticale non repris en frottement dans cette section.

La charge limite est atteinte lorsque la réaction devient nulle et l'augmentation de la charge n'est plus possible en raison de la rupture de l'interface. Dans un cas idéal, il est habituellement considéré que la charge limite en pointe nécessite un déplacement relatif d'environ 10 % (EN 1997-1:2004+A1:2013, 7.6.1.1 (3); NFP94-262:2012, 4.1 (1)), et que le

frottement n'en nécessite que 0,5 à 1 %. Ce principe est également repris dans la littérature (Burland, 2012).

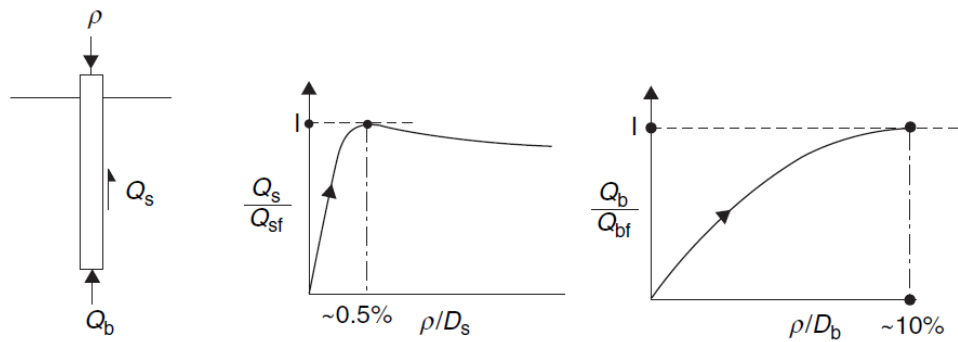


Figure 3. Comportement typique d'un pieu de fondation isolé (modifié de Burland, 2012)

La pertinence des résultats de l'essai O-cell® dépend donc fortement de la précision et la cohérence des données issues des différents instruments de mesures, ainsi que de l'expertise dans l'interprétation de la raideur axiale, paramètre fondamental.

La O-cell® étant intégrée au pieu, on notera que dans le cas des essais Osterberg, la rupture peut se faire soit par le haut, soit par le bas. Le retour d'expérience sur le projet HS2 montre qu'a posteriori, dans les cas où l'essai présente une rupture par le haut, l'information obtenue dans la phase pré-rupture est limitée et ne permet pas de conclure de manière pertinente sur la distribution de charge. Or dans la grande majorité des cas, les frottements et la pointe des horizons profonds représentent le réel enjeu du dimensionnement. De ce fait, il paraît pertinent de positionner la cellule non pas au point de capacité portante équilibrée mais à un point favorisant la rupture du pieu vers le bas afin de solliciter, dans des plages de déformation pertinentes, la pointe et les frottements des horizons porteurs. Ceci pourra se faire par l'application d'un coefficient additionnel sur la portance au-dessus de la O-cell® qui sera laissé à l'appréciation du concepteur.

4.2. Dérivation de la raideur axiale

La distribution de charge le long du pieu est calculée en multipliant la déformation mesurée par l'aire de la section transversale du pieu et par son module d'élasticité ou raideur axiale. Cette dernière (K_{axiale}) est généralement définie comme le rapport de la charge appliquée (F) au déplacement axial (δ) qu'elle produit.

Dans ce cas, la raideur du pieu étant la seule variable, la valeur de déformation étant issue des mesures dont la pertinence est préalablement vérifiée, il est primordial d'estimer ce paramètre avec précision. Cela nécessiterait typiquement de définir le module combiné de l'acier et du béton, ainsi que de connaître la section transversale du pieu in situ avec précision ce qui est rarement le cas. De plus, à la différence du module d'élasticité de l'acier qui est constant, celui du béton varie en fonction de la déformation subie ainsi que la vitesse de sollicitations. La problématique a été discuté dans un certain nombre de publications (Fellenius, 1989, 2011, 2012 ; Lam et Jefferis, 2011).

A l'heure actuelle, un consensus sur la manière de dériver ce module n'a pas été atteint (Lam et Jefferis, 2011). Une analyse comparative a été faite sur le pieux W05 afin de confirmer la pertinence de la distribution de charge issue des déformations enregistrée. Cette analyse porte sur la distribution de charge issue de module dérivé de la manière suivante :

E_s Module sécant (σ/ϵ) fonction de la déformation (figure 4)

E_t Module tangent ($\Delta\sigma/\Delta\epsilon$) fonction de la déformation (figure 5).

E_{comb} Module constant combiné de l'acier et du béton. Le module du Béton (E_{cm}) étant estimé à l'aide EN1992-1-1:2004 sur la base des essais à la compression simple.

Les hypothèses permettant de tracer les graphiques ci-dessous sont discutées dans la littérature (Fellenius, 1989, 2011). La distribution de charge calculée pour les trois modules est présentée en figure 6

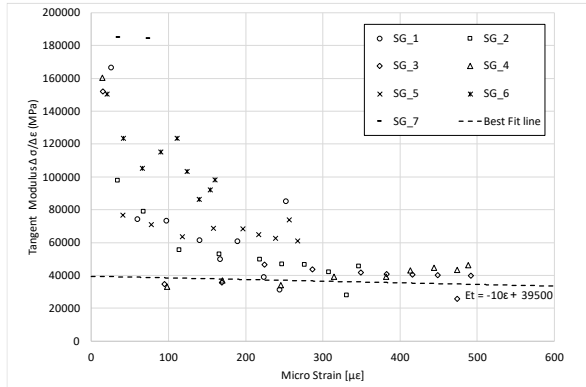


Figure 4. W05 – Module tangent E_t

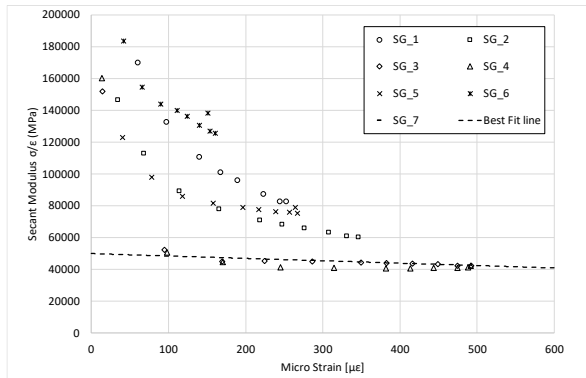


Figure 5. W05 – Module Sécant E_s

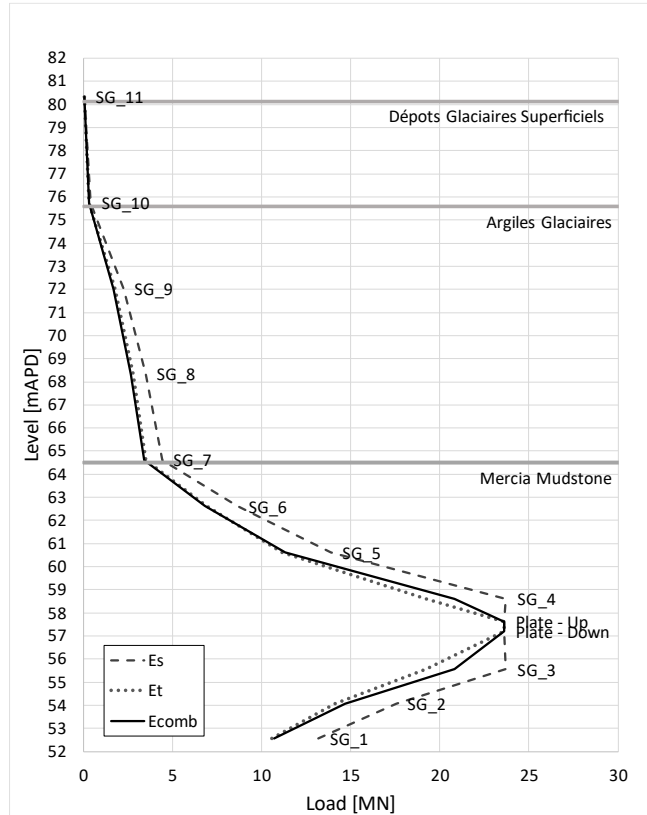


Figure 6. Distribution de la charge selon les différentes hypothèses de module

L'analyse de ces figures permet de noter que la dérivation du module par la méthode sécante donne lieu à des valeurs absolues du module supérieures, même si le gradient de diminution avec la déformation est plus important. Cela conduit à une distribution des charges qui paraît inappropriée dans les zones de forte déformation dans la mesure où la charge calculée excède celle physiquement appliquée par la cellule. La distribution de charge est globalement cohérente entre la méthode tangente et la méthode combinée, avec une légère disparité dans les niveaux de déformation importants (à proximité de la O-cell®). Les gradients de distribution de charge (ou frottement) semblent globalement constants à la hauteur des Mercia Mudstone (de SG_7 à SG_1), ce qui est généralement attendu sur un horizon géologique défini.

Une fois les charges dérivées, la rigidité du pieu est ensuite vérifiée en utilisant la mesure de déformation indiquée par les jauges de contrainte situées immédiatement de part et d'autre de la O-cell® et le frottement moyen du fût dérivé sur cette hauteur.

$$EA_{estim} = \frac{(L_{o-cell} - \pi D q_s^{ave} H_{SG})}{\varepsilon_{SG}} \quad (1)$$

- L_{o-cell} Charge de la O-cell® à la dernière étape de chargement (MN)
- D Diamètre du pieu (m)
- q_s^{ave} Frottement moyen du sol entourant la O-cell® (MN/m²)
- H_{SG} Distance entre la plaque O-cell® et la jauge de contrainte considérée (m)

ε_{SG}

Déformation mesurée à la jauge de contrainte considérée

5. Influence du temps d'ouverture du pieu avant bétonnage

Suite à l'intensification du programme de construction en phase d'exécution, pour une plus grande flexibilité sur site, le critère de 12 heures maximum d'ouverture des forages avant bétonnage couramment appliquée dans les projets anglo-saxons (ICE SPERW) a dû être assoupli. Cette modification a porté la durée d'ouverture à 24, 36, 48 voire 72 heures pour certains pieux. Un consensus a été atteint, reconnaissant l'impact de cette relaxation entraînant une décompression des parois du forage et, en conséquence, une réduction du frottement latéral et de la capacité portante de pointe. La campagne de la Phase 2 avait pour but de répondre à cette problématique, actuellement peu abordée dans la littérature.

Afin d'évaluer l'influence de ce paramètre sur la portance des pieux, la valeur du frottement latéral limite (q_{su}) enregistrée dans la section en rupture du pieu et la valeur de pointe (q_{bu}), toutes deux normalisées à la valeur enregistrée à 24h, sont représentées dans les figures ci-dessous.

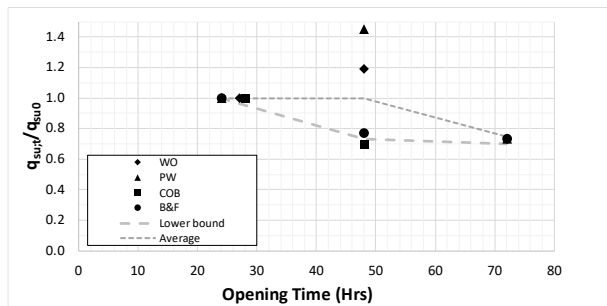


Figure 7. Frottement latéral limite normalisé en fonction du temps d'ouverture

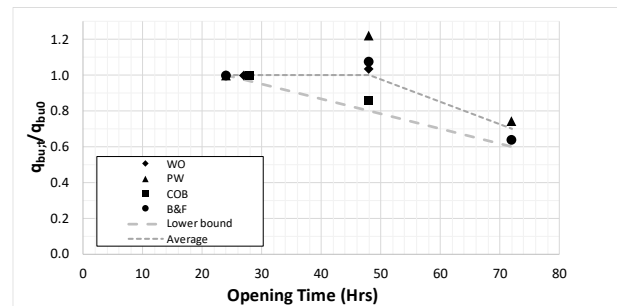


Figure 8. Terme de pointe normalisé en fonction du temps d'ouverture

Une tendance notable à la diminution est observée à la fois sur le frottement latéral et la capacité de pointe des pieux entre 24 et 72 heures ; cependant, à 48 heures, une grande variabilité de résultats est observée.

Pour le frottement latéral, malgré certaines anomalies à 48 heures, une diminution générale, atteignant environ 75 % de la valeur initiale au temps d'ouverture maximal de 72 heures, est observée, comme le montre la cohérence entre les sites de Pool Wood (PW) et Birmingham et Fazeley (BF). À 48 heures, une variabilité plus marquée est constatée : le site de Birmingham et Fazeley affiche un frottement latéral d'environ 80 % de la valeur initiale, tandis que Coleshill Old Barn (COB) montre une réduction à 70 %. De plus, une augmentation du frottement latéral à 48 heures par rapport à 24 heures a été enregistrée à Water Orton (WO) et Pool Wood.

La capacité de pointe finale suit une tendance similaire de décroissance, passant généralement à 80 % de la valeur initiale à 48 heures, puis à 60 % à 72 heures. Cette tendance est globalement consistante entre les sites testés de 72 heures, avec des capacités portantes initiales enregistrées de 64 et 74 % respectivement à Birmingham et Fazeley et Pool Wood. Toutefois, à 48 heures, la variabilité des données est encore une fois évidente, avec des résultats légèrement supérieurs à la valeur initiale (120, 107 et 103 %) pour Pool Wood, Birmingham et Fazeley et Water Orton respectivement, tandis que le test de Coleshill Old Barn à 48 heures montre une baisse notable à environ 85 % de sa valeur initiale.

Par conséquent, afin de représenter la relation entre le frottement latéral/la capacité de pointe et le temps d'ouverture, nous présentons deux lignes de tendance : une pessimiste et une moyenne. Elles sont formulées comme suit pour les Mercia Mudstone :

$$\begin{array}{l}
 q_{su;t} = \lambda_{q_s} \cdot q_{su} \quad (2) \\
 \lambda_{q_s[ave]} = 1 \text{ jusqu'à } 48 \text{ h et } 48 \text{ h} < -0.01042 \cdot T + 1.5 > 72 \text{ h} \\
 \lambda_{q_s[lb]} = 24 \text{ h} < -0.01125 \cdot T + 1.27 > 48 \text{ h} < -0.00125 \cdot T + 0.79 > 72 \text{ h}
 \end{array}
 \left|
 \begin{array}{l}
 q_{bu;t} = \lambda_{q_b} \cdot q_{bu} \quad (3) \\
 \lambda_{q_b[ave]} = 1 \text{ jusqu'à } 48 \text{ h et } 48 \text{ h} < -0.0125 \cdot T + 1.6 > 72 \text{ h} \\
 \lambda_{q_b[lb]} = 24 \text{ hrs} < -0.0083 \cdot T + 1.2 > 72 \text{ h}
 \end{array}
 \right.$$

| | |
|--|--|
| T | Durée d'ouverture sous le tubage (h) |
| $\lambda_{q_s[lb]} / \lambda_{q_s[ave]}$ | Facteur d'influence du temps d'ouverture pessimiste et moyen sur les frottements respectivement. |
| $\lambda_{q_b[lb]} / \lambda_{q_b[ave]}$ | Facteur d'influence du temps d'ouverture pessimiste et moyen sur la pointe respectivement. Nota : Ce facteur peut être évité en maintenant une couverture de matériau d'au moins 3D au-dessus de la pointe du pieu |

6. Conclusion

Les essais menés sur les lots N1/N2 du projet High Speed 2 (HS2), explorant les caractéristiques géotechniques du Mercia Mudstone, apportent une contribution à la compréhension des interactions entre les pieux et ces formations géologiques.

Cette étude, centrée sur l'impact de l'ouverture prolongée du trou de forage avant bétonnage sur la capacité portante des pieux, a démontré l'importance significative des méthodes constructives et des conditions géologiques sur la performance des fondations. Une réflexion sur les principales problématiques liées à l'analyse des essais de chargement et une formulation pour prendre en compte la réduction résultant de l'ouverture prolongée sur la portance des pieux dans le Mercia Mudstone a été proposée.

Les enseignements tirés de ces essais offrent des perspectives pour la conception de fondations dans des contextes géologiques similaires, soulignant l'importance d'une approche flexible et réfléchie dans la gestion des projets de construction majeurs.

7. Références bibliographiques

- Chandler R.J., Forster A. (2001). CIRIA Report C570 Engineering in Mercia Mudstone, London
- Hobbs P.R.N., Hallam J.R., Forster A., Entwisle D.C., Jones L.D., Cripps A.C., Northmore K.J., Self S.J., Meakin J. L. (2002) Engineering geology of British rocks and soils – Mudstones of the Mercia Mudstone Group. British Geological Survey Research Report, RR/01/02
- British Geological Survey. (1996). Birmingham, England and Wales Sheet 168. Solid and Drift Geology 1:50 000
- Burland J.B. (2012). Behaviour of single piles under vertical loads. ICE manual of Geotechnical engineering, Chapter 22: 231-245
- Fellenius, B. H., (2001). From strain measurements to load in an instrumented pile. Geotechnical News Magazine, Vol. 19, No. 1, pp 35 - 38.
- Fellenius, B.H. (2012). Critical assessment of pile modulus determination methods. Discussion. Canadian Geotechnical Journal, 49(5) 614-621.
- Fellenius, B. H., (1989). Tangent modulus of piles determined from strain data. The American Society of Civil Engineers, ASCE, Geotechnical Engineering Division, 1989 Foundation Congress, F. H. Kulhawy, Editor, Vol. 1, pp. 500 - 510.
- Lam, C., and Jefferis, S.A. (2011). Critical assessment of pile modulus determination methods. Canadian Geotechnical Journal, 48(10): 1433–1448.
- ICE-Institution of Civil Engineers (2016). ICE Specification for Piling and Embedded Retaining Walls (SPERW, 3rd Edition). ICE Publishing.